

文章编号: 1000-5013( 2009)06 0698-06

# 新型冷弯薄壁型钢屋架结构承载力分析

刘 飞, 李元齐, 沈祖炎

( 同济大学 建筑工程系, 上海 200092 )

摘要: 基于已完成的 G550 冷弯薄壁型钢屋架结构承载力试验, 采用通用有限元软件 ANSYS, 建立考虑材料和几何非线性的分析模型. 分析结构的特征值屈曲和非线性屈曲承载能力, 通过对比试验数据结果, 研究屋架结构的合理分析模式. 结果表明, 屋架结构的破坏模式为上弦杆的整体弯扭屈曲, 与试验观测到的现象一致, 极限承载力和试验结果非常接近. 研究表明, 有限元分析模型设计合理, 节点处自由度耦合的手段能模拟自攻螺钉连接的受力情况.

关键词: 冷弯薄壁型钢; 屋架结构; 极限承载力; 非线性屈曲; 数值模拟; 有限元

中图分类号: TU 392.1; TU 312<sup>+</sup>.1

文献标识码: A

冷弯薄壁型钢结构住宅体系从 20 世纪 60 年代发展至今, 以美国、加拿大, 以及日本、澳大利亚等国为主, 编制了较完善的冷弯型钢结构规程<sup>[1]</sup>. 在国内, 高强冷弯薄壁型钢开始生产并被推广使用, 呈现出很好的市场应用前景. 然而, 目前国内建筑结构中大量使用的是 Q235 钢和 Q345 钢, 或者是同等材料的冷弯薄壁型钢, 我国现行的国家标准 GB 50018-2002《冷弯薄壁型钢结构技术规范》<sup>[2]</sup>也主要是针对这两种类型钢材的, 且其规定仅适用于承重构件壁厚在 2~6 mm 之间的情况. 与传统的 Q235、Q345 冷弯薄壁型钢相比, 新型高强超薄壁钢材强度高、延性低, 因而其相应的结构构件的力学性能、破坏模式与普通的冷弯薄壁型钢构件有较大的区别<sup>[3]</sup>, 有必要对其设计理论和方法进行较系统的研究. 本文结合已经完成的 G550 高强冷弯薄壁型钢屋架结构承载力试验, 采用通用有限元软件 ANSYS, 建立考虑材料和几何非线性的分析模型, 并进行屋架结构的特征值屈曲和非线性极限承载能力分析.

## 1 分析模型的建立

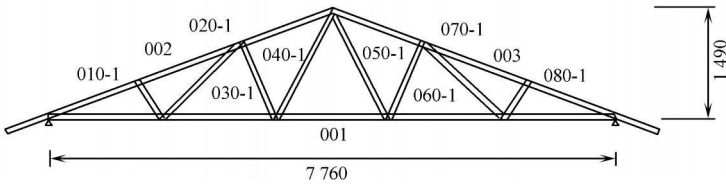
### 1.1 试验的结构模型

屋架结构试验在博思格建筑系统住宅部的实验中心进行, 共进行了相同的三榀屋架试验, 试验模型如图 1 所示. 构件采用实际工程中使用的桁架, 弦杆为 C7510 截面, 腹杆为 C7575 截面.

从图 1 可以看出, 腹杆与弦杆在截面的腹板位置由自攻螺钉连接, 即可以认为是铰接. 杆件轴线不



(a) 照片



(b) 构件编号

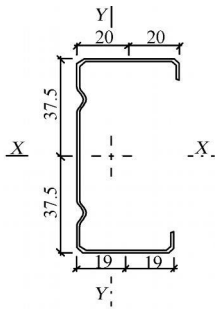
收稿日期: 2009-04-25

通信作者: 沈祖炎( 1935- ), 男, 院士, 教授, 主要从事高层钢结构、大跨度空间钢结构和轻型钢结构的非线性设计理论、抗震与稳定分析的研究. E-mail: zyshen@tongji.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目( 50878168 )



(c) 构件节点



(d) 构件截面

图 1 试验模型

Fig. 1 Test model

在同一平面内, 腹杆是偏心受力构件; 弦杆除了受到压弯联合作用外, 还因受到腹杆的偏心力作用而承受扭矩. 图 1(d) 为构件的截面形式. 高强钢材由于壁厚薄, 为了减小板件的宽厚比, 在截面的腹板设置双加劲. 构件编号及截面信息如表 1 所示. 表 1 中,  $l$  为长度,  $d$  为壁厚.

表 1 屋架构件表

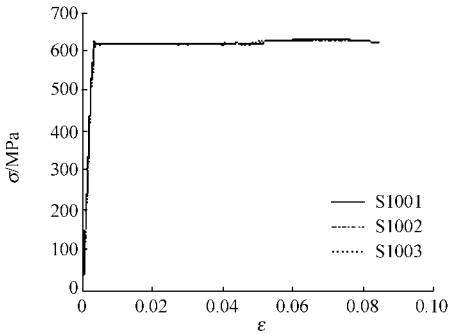
Tab. 1 List of roof truss members

编号	构件截面	$l$ /mm	$d$ /mm	编号	构件截面	$l$ /mm	$d$ /mm
001	C7510	7 823	1.00	040	C7575	1 540	0.75
002	C7510	4 789	1.00	050	C7575	1 540	0.75
003	C7510	4 789	1.00	060	C7575	1 100	0.75
010	C7575	580	0.75	070	C7575	1 420	0.75
020	C7575	1 420	0.75	080	C7575	580	0.75
030	C7575	1 100	0.75				

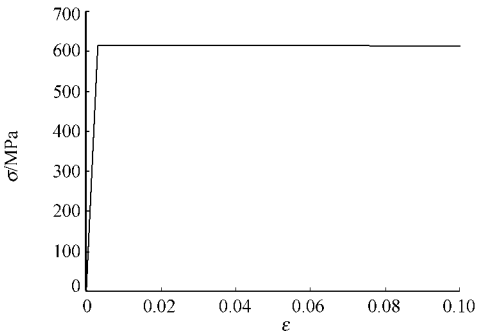
1.2 材料和单元的模拟

结构的材料为澳洲 AS 1397 标准的 G550 高强镀铝锌板材, 名义屈服强度为 550 MPa. 图 2(a) 为 1.00 mm 厚板材试件的拉伸应力-应变曲线. 试验结果表明, G550 材料强度高, 延性差, 无明显屈服平台, 接近于脆性材料.

常用的钢材本构关系模型有两种: 理想弹塑性模型、弹塑性强化模型. 高强钢材应力-应变曲线几乎没有强化阶段, 故有限元分析中的钢材采用图 2(b) 所示的理想弹塑性模型, 材料屈服准则选用 Von



(a) 材性试验



(b) 数值模型

图 2 高强钢材的模拟

Fig. 2 Simulation of high strength steel

Mises 屈服准则. 该准则认为, 当截面上某点的等效应力超过材料的屈服应力时, 该点就会因达到屈服而进入塑性阶段, 从而发生塑性变形. 材料的强化准则选用随动强化准则. 该准则可包括包辛格效应, 对模拟单调和循环加载都很有效.

所研究的冷弯薄壁型钢屋架构件采用塑性壳单元 Shell 181<sup>[4]</sup> 来模拟, 忽略了冷弯薄壁型钢构件截面的弯角硬化效应和材料残余应力的影响. 塑性壳单元 Shell 181 为有限应变壳单元, 适用于分析薄到中厚的壳体. 该单元为 4 节点矩形单元, 每个节点有 6 个自由度.

1.3 模型的连接和边界条件

冷弯薄壁型钢构件采用自攻螺钉进行连接, 自攻螺钉连接的有限元模拟是模型的关键. 利用 ANSYS 软件分析时, 可以采用接触、弹簧单元或耦合自由度 3 种方法来模拟自攻螺钉对构件之间的约束<sup>[5]</sup>. 在试验过程中, 发现自攻螺钉连接部位没有破坏, 可以认为弦杆和腹杆之间是采取有效的连接, 采用耦合的方法模拟自攻螺钉连接. 耦合强制约束使得连接处形成一个刚性区域, 被约束的节点具有相同的位移值. 采用耦合的办法时, 把自攻螺钉连接处的弦杆单元节点和腹杆单元节点  $X, Y, Z$  方向平动自由度耦合起来而不限制转动, 模拟铰接. 用耦合的方法模拟自攻螺钉连接方便、快捷, 节约运算时间.

试验时模型的下弦杆端部搁置在支座垫板上, 在上、下弦杆的部分位置设置平面外支撑, 减小弦杆的平面外计算长度; 采用 18 个同步加载的千斤顶来模拟屋架受到的均布荷载. ANSYS 中采取和试验相同的边界条件与加载手段, 整体分析模型如图 4 所示.

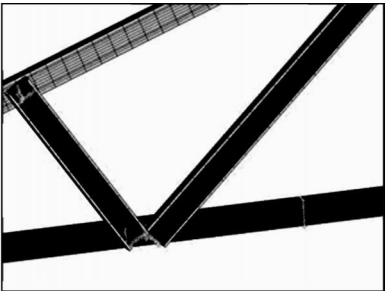


图 3 节点部位的连接模拟  
Fig. 3 Simulation of joint connection

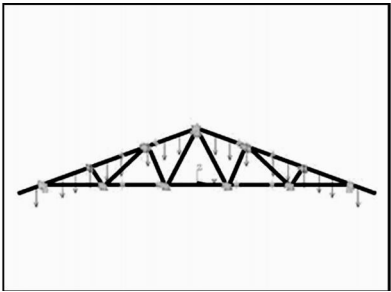


图 4 整体模型  
Fig. 4 Whole model

2 结构的特征值屈曲分析

稳定性分析是屋架钢结构设计中必须考虑的关键性问题. ANSYS 程序提供了两种屈曲分析的方法, 即特征值屈曲分析和非线性屈曲分析. 在计算结构的非线性稳定极限承载力之前, 首先进行结构的特征值屈曲分析, 对结构的承载能力进行预估计. 计算了结构的 10 阶屈曲模态, 前 6 阶的特征值和模态形式, 如表 2 所示.

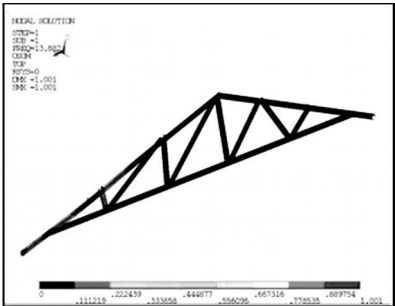
表 2 中,  $P_{cr}$  为屈曲荷载.

由表 2 可见, 结构的屈曲呈对称形式出现, 每两阶的特征值和屈曲模式相同. 第一、二阶屈曲模态为上弦杆件的整体失稳, 从第三阶模态开始出现了弦杆的局部和畸变屈曲, 失稳模式比较复杂. 图 5 所示为结构的第一阶和第三阶屈曲模态. 从分析结果来看, 屋架的主屈曲模态为整体失稳, 说明结构设计是合理的.

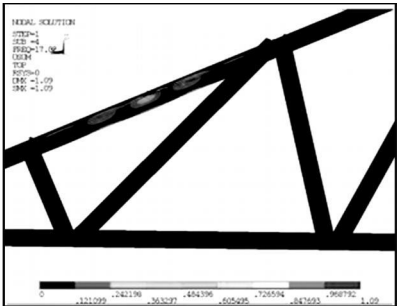
表 2 特征值屈曲分析结果

Tab. 2 Results of eigenvalue buckling analysis

模态编号	$P_{cr} / \text{kN}$	模态形式
1	1.388	整体屈曲 (左弦杆)
2	1.410	整体屈曲 (右弦杆)
3	1.676	局部和畸变屈曲 (左弦杆三半波)
4	1.702	局部和畸变屈曲 (右弦杆三半波)
5	1.840	局部和畸变屈曲 (左弦杆五半波)
6	1.869	局部和畸变屈曲 (右弦杆五半波)



(a) 第一阶



(b) 第三阶

图 5 结构的屈曲模态

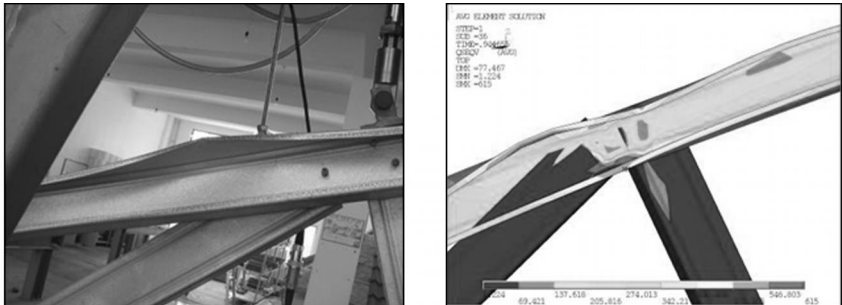
Fig. 5 Structure buckling modes

### 3 结构的极限承载力分析

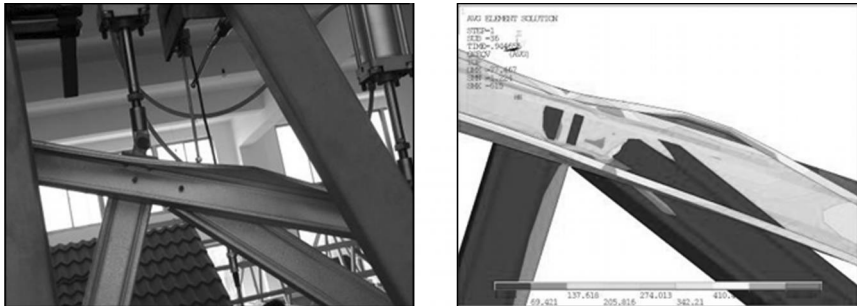
#### 3.1 承载力和破坏模式

根据特征值屈曲分析的结果, 对结构重新施加荷载, 采取按第一阶模态施加初始缺陷的方法, 按照结构跨度的 1/1 000 施加了缺陷. 利用 ANSYS 中的弧长法, 考虑结构大变形的影响, 进行非线性稳定承载能力分析.

图 6 是屋架的破坏情况, 可以看出, 试验和有限元模拟的结果非常吻合, 结构的破坏模式是上弦杆件的整体弯扭失稳, 且破坏部位具有对称性. 弦杆的 Von Mises 等效应力云图中, 弦杆翼缘破坏部位的



(a) 左上弦杆



(b) 右上弦杆

图 6 结构的破坏模式

Fig. 6 Structure failure modes

最大应力达到了钢材的屈服强度 615 MPa, 证明了构件的屈曲破坏. 在无缺陷和 1/1 000 跨度缺陷情况下, 利用 ANSYS 分别进行结构的极限承载能力分析, 试验(第三榀屋架整体失稳)和理论分析的结果, 如表 3 所示. 表 3 中,  $P_u$  为破坏荷载,  $\eta$  为误差.

从表 3 中可以看到, 无缺陷情况下结构承载力和试验结果非常接近, 考虑 1/1 000 缺陷的结果和试验的误差也在 5% 左右. 造成误差的原因, 主要是结构存在的实际缺陷大小, 以及分布方式和理论假设的未必相同, 连接处杆件节点的耦合处理和螺钉连接的受力状态也存在一定差异.

表 3 屋架极限承载力

Tab. 3 Ultimate load bearing capacities of roof truss

类别	破坏类型	$P_u$ / kN	$\eta$ / %
试验	上弦杆整体失稳	1. 153	
ANSYS(无缺陷)	上弦杆整体失稳	1. 144	0. 8
ANSYS(1/1 000 缺陷)	上弦杆整体失稳	1. 085	5. 9

#### 3.2 测点数据比较

三榀屋架试验中, 只有第一榀结构布置了应变传感器, 以下重点分析对比第一榀屋架的数据. 试验中, 在屋架结构上设置了 6 个竖向位移计, 编号为 A~F; 设置了 11 个应变片测点, 编号为 1~11, 每个测点位置的截面布置个应变片, 如图 7 所示.

进行有限元的后处理时, 在结构位移计和应变片测点位置提取了对应节点的位移和应变. 与试验结果对比, 绘制的曲线如图 8、9 所示. 图 8、9 中, 后缀 T 表示试验结果, 后缀 A 表示 ANSYS 结果, 后缀的 -1, -2, -3 分别表示同一测点上翼缘、腹板和下翼缘的应变片. 图 8(a) 中看到, 理论分析得到的 C、F 两测点的荷载-位移路径基本相同, 和试验结果也很接近; 图 8(b) 中 B、D 位移计处于对称位置, 在试

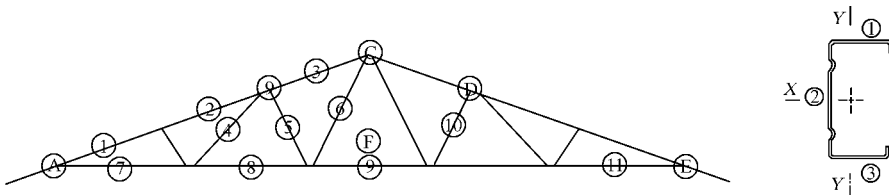


图 7 传感器的布置

Fig.7 Sensors layout

验加载到 0.8 kN 以前,两个测点位移相当,但此后测点 B 的位移急剧增大,远远超过测点 D,这是屋架的局部破坏引起(第一榀屋架试验为连接破坏,与平面外约束支撑不足有关),所以荷载-位移的历程比较重点在屋架正常工作状态(荷载 0.8 kN 前),理论分析和试验结果基本吻合.

从图 9 中看出,试验荷载达到 0.8 kN 时候,部分测点的曲线出现异常,说明结构此时开始向局部破坏阶段发展. 所以,重点比较在屋架正常工作状态(荷载 0.8 kN 前)的情况. 图 9(a), (b) 为上弦杆测点的荷载-应变曲线,可以看到,试验曲线由于结构非对称的局部破坏而出现明显的折点,而理论分析的曲线呈稳定上升状态,越过极限荷载后才出现下降段,为极值型失稳的模式. 图 9(c), (e) 为腹杆测点的荷

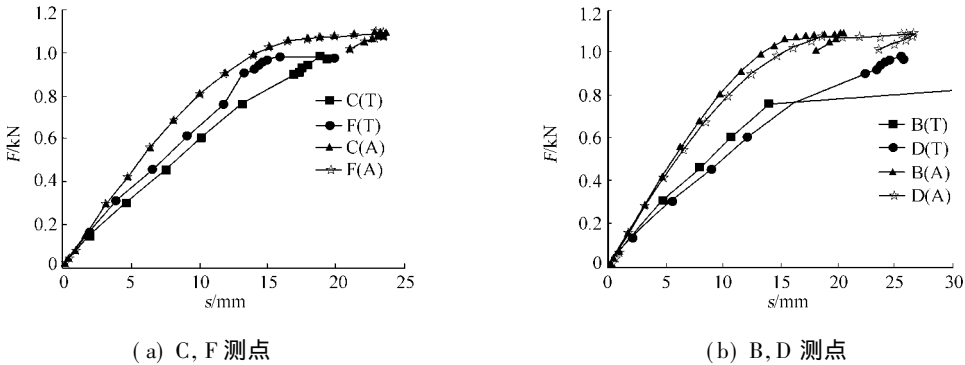


图 8 测点荷载-位移曲线对比

Fig.8 Comparison of load-displacement curves in measure point

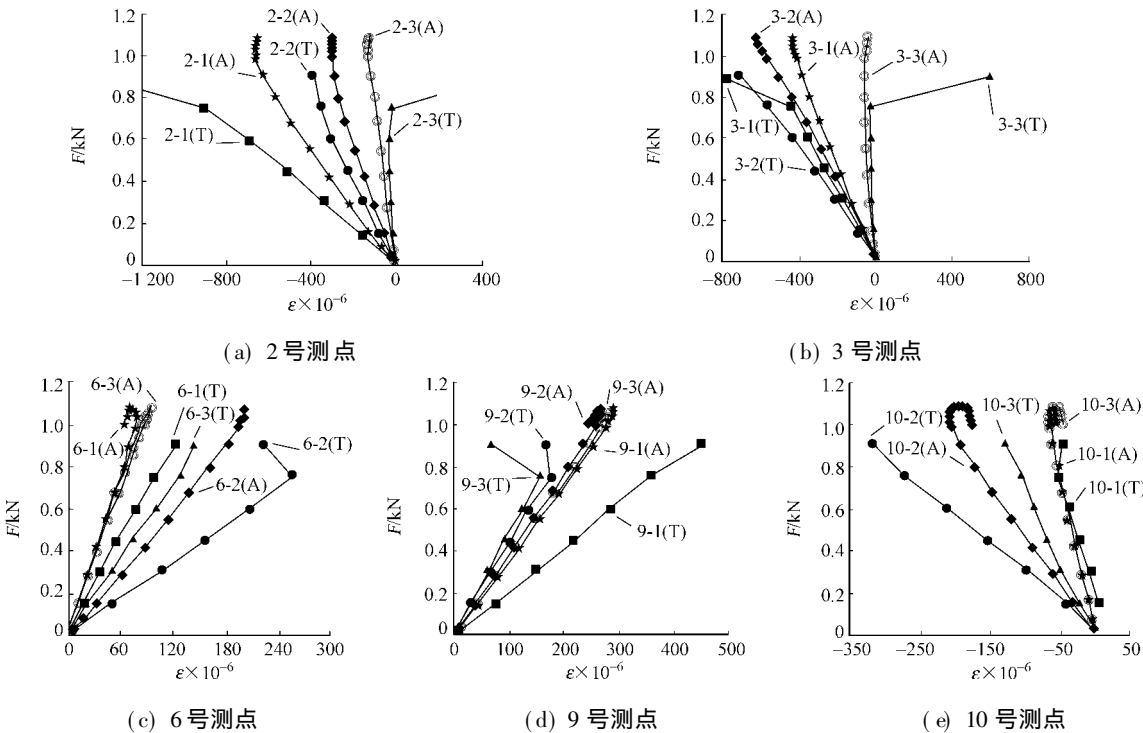


图 9 测点荷载-应变曲线对比

Fig.9 Comparison of load-strain curves in measure point

载-应变曲线. 其中, 6 号测点为拉杆, 10 号测点为压杆. 无论是拉、压杆件, 测点腹板位置的应变都显著

大于翼缘的应变,说明杆件基本是处于铰接的轴心受力状态.图 9(d)为下弦杆测点的荷载-应变曲线,下弦杆整体表现为受拉状态,总体说来,试验和理论的结果基本一致.

## 4 结论

基于已完成的 G550 冷弯薄壁型钢屋架结构承载力试验,采用通用有限元软件 ANSYS,建立考虑材料和几何非线性的分析模型,进行结构的特征值屈曲和非线性极限承载能力分析,得出如下 3 点结论.

(1) 冷弯薄壁型钢屋架的破坏模式有多种,局部屈曲和畸变屈曲等局部破坏应尽量避免出现.特征值屈曲分析的结果,证明了结构的第一阶屈曲模态为整体失稳,即结构设计合理.

(2) 屋架结构的理想破坏模式为上弦杆件的整体弯扭失稳,侧向支撑的设置对屋架的承载力和破坏模式有显著的影响,应设置有效支撑来减小弦杆平面外的计算长度.

(3) 屋架结构的破坏模式与极限承载力和试验数据一致,有限元分析模型合理,壳单元能模拟出屋架构件的各种屈曲破坏模式,节点处自由度耦合的手段能体现自攻螺钉连接的受力情况,模型具有较好的工程实用价值.

### 参考文献:

[ 1 ] Joint Technical Committee BD-082. AS/NZS 4600:2005 Cold formed steel structures[ S]. Sydney:[ s. n. ], 2005.  
[ 2 ] 湖北省发展计划委员会. GB 50018- 2002 冷弯薄壁型钢结构技术规范[ S]. 北京: 中国计划出版社,2002.  
[ 3 ] 王彦敏,陈新豪,王海峰. 澳大利亚钢结构系统的耐久性研究[ C] // 第五届全国现代结构工程学术研讨会. 广州: [ s. n. ], 2005: 851-855.  
[ 4 ] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[ M]. 北京: 人民交通出版社,2007.  
[ 5 ] 郭 鹏. 冷弯型钢骨架墙体抗剪性能试验与理论研究[ D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.

## Analysis on Load-Carrying Capacity of New Cold-Formed Thin-Walled Steel Roof Truss

LIU Fei, LI Yuan-qi, SHEN Zu-yan

( Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on the experiments of G550 cold formed thin walled steel roof truss structures, an analysis model considering geometry and material non linearity is established using general FEM software ANSYS. Both eigenvalue buckling and non linear stability analysis of this structure are performed, a reasonable analysis model for roof truss structure is studied by comparing with test data. The results showed that the failure mode of roof truss is flexural torsional buckling of top chord members, which accords with the phenomena observed during test, the ultimate load bearing capacity is also very close to test data. The study demonstrates that the FEM analysis model is rational, the measure of coupling nodes' degree of freedom can simulate force state of self tapping screw connections.

**Keywords:** cold formed thin walled steel; roof truss structure; ultimate load bearing capacity; non linear buckling ; numerical simulation; finite element method

(责任编辑: 钱 筠 英文审校: 方德平)